

STAHLBAU

Schriftleiter:
Prof. Dr.-Ing. habil. Joachim Lindner,
Technische Universität Berlin

ISSN 0038-9145
53. Jahrgang
April 1984
Heft

4

Imperfektionsannahmen für Stützenschiefstellungen

J. Lindner und R. Gietzelt *)

Summary

Geometrical imperfections of different columns in eight indepent buildings were measured. The results were evaluated statistically. All measurements were done before loading. In order to take into

account the influence of structural imperfections, e.g. residual stresses, theoretical comparisons were done. Finally geometrical equivalent imperfections for use in statical calculations are supposed.

1 Einleitung

Der Tragsicherheitsnachweis für Stahlkonstruktionen wird künftig nach der DIN 18 800 Teil 2 [1] geführt werden. Für die Berechnung von Stahlbauten bedeutet dies, daß in allen Fällen, bei denen eine Berechnung nach der Theorie II. Ordnung erforderlich wird, neben den mit einem Sicherheitsbeiwert vergrößerten Lasten auch Bauwerksimperfektionen zu berücksichtigen sind.

Mit dem Oberbegriff „Imperfektionen“ sind hier die geometrischen Lotabweichungen oder Krümmungen von Bauteilen und zusätzliche nichtgeometrische Imperfektionen wie z. B. Eigenspannungen, Werkstoffinhomogenitäten und Plastizierungsvorgänge gemeint. Diese Imperfektionen werden zur Rechenvereinfachung als geometrische Ersatzimperfektionen berücksichtigt. Für den Tragsicherheitsnachweis bedeutet dies, daß die Bemessungsschnittgrößen am vorverformten Tragwerk ermittelt werden müssen. Rechnerisch können zur Berücksichtigung der Imperfektionen statt dessen auch Ersatzlasten verwendet werden.

Der Ansatz von Ersatzlasten oder Imperfektionen, insbesondere zum Erreichen einer ausreichenden Bauwerkssteifigkeit, ist seit langem bekannt. So fordert z. B. die DIN 1055 Teil 3 den Ansatz von 1/100 der Vertikallasten als Horizontallast bei Gerüsten und kippfährdeten Einbauten oder die DIN 1045 den Ansatz einer Schiefstellung von $\varphi_s = 1/100 \cdot \sqrt{h}$ für die lotrechten aussteifenden Bauteile. Meßwerte liegen diesen Angaben jeweils nur in geringem Umfang zugrunde. In der z. Zt. noch gültigen Norm DIN 4114 Stabilitätsfälle im Stahlbau sind zwar Angaben zu Außermittigkeiten bei Druckstäben enthalten, jedoch keine Angaben zu Schiefstellungen von Stützen oder ganzen Tragwerken. Im Rahmen der Arbeit der Europäischen Konvention für Stahlbau wurden ebenfalls Werte

für Stützenschiefstellungen diskutiert, die jedoch auf Messungen in Kanada beruhen.

Wegen der neuen Stabilitätsnorm in Deutschland für den Stahlbau [1] und den Arbeiten am Eurocode war es notwendig, verlässliche Angaben zu Stützenschiefstellungen zu ermitteln.

Nach dem Entwurf der DIN 18 800 Teil 2 sind Bauwerksschiefstellungen durch den Ansatz einer Vorverdrehung wie folgt zu berücksichtigen:

$$\psi = \psi_0 \cdot r_1 \cdot r_2$$

ψ_0 Grundwert der Schiefstellung

$\psi_0 = 1/150$ bei Anwendung der Fließgelenktheorie

$\psi_0 = 1/200$ bei Anwendung der Elastizitätstheorie

r_1 : Reduktionsfaktor für die Bauwerkshöhe

r_2 : Reduktionsfaktor für mehrere Stützen in einer Reihe

Ziel der Untersuchungen nach [2], über die hier auszugsweise berichtet wird, war es, diesen Vorverformungsansatz der EDIN 18 800 T. 2 im Hinblick auf die Bauwerksschiefstellungen zu überprüfen und gegebenenfalls zu modifizieren.

2 Messung von Bauwerksschiefstellungen

2.1 Beschreibung der vermessenen Bauwerke

Zur Überprüfung des geometrischen Imperfektionsanteils an dem Grundwert der Schiefstellung ψ_0 wurden die Schiefstellungen von Stützen an folgenden Bauwerken während der Montage und nach dem Ausrichten der Konstruktion gemessen:

1. Hochregallager
2. Halle mit Fördereinrichtungen
3. Bibliotheksneubau der FU-Berlin

*) Prof. Dr.-Ing. habil. Joachim Lindner, Dr.-Ing. R. Gietzelt, Ingenieurbüro Prof. Lindner, Richard-Strauß-Straße 27, 1000 Berlin 33.

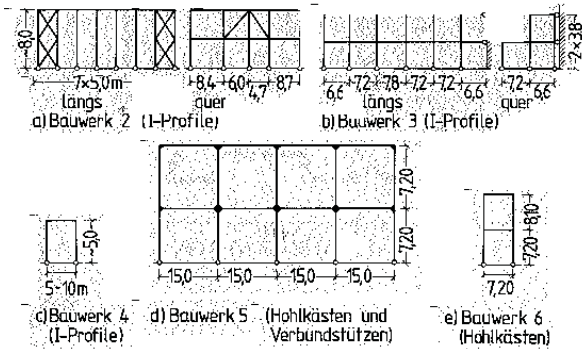


Bild 1. Systeme der Bauwerke 2 bis 6

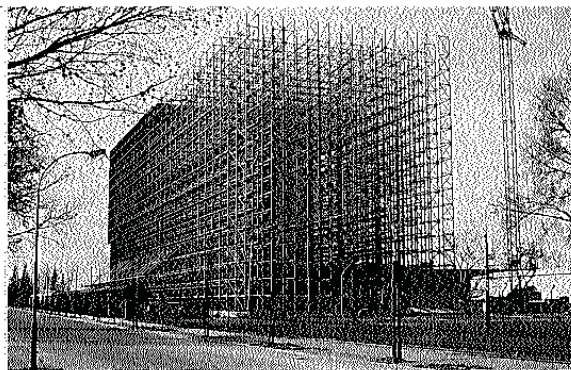


Bild 2. Bauwerk 1 - Hochregallager

4. Zweigelenkrahmen einer Katzbahnstraße
5. Fertigungshallen für den Kfz-Bau
6. Erweiterungsbau eines Krankenhauses
7. Gitterstützen einer Rohrbrücke
8. Pendelstützen im Anlagenbau.

Bei allen Bauwerken wurde eine möglichst umfangreiche Messung angestrebt, um so Aussagen über die Vorverformungen von einzelnen Bauteilen und auch über die des Bauwerks treffen zu können. Es ist hierbei anzumerken, daß durch die jeweiligen Baustellenverhältnisse (die Zugänglichkeit zu Bauwerk oder die Sicht auf die Konstruktion) nicht immer alle gewünschten Messungen möglich waren, diese Einschränkung aber keinen bedeutenden Einfluß auf die Ergebnisse hat.

Eine ausführliche Beschreibung der Bauwerke findet sich in [2]. Bild 1 zeigt das statische System und die Hauptabmessungen der Bauwerke 2 bis 6, die Bilder 2 bis 4 veranschaulichen die Bauwerke 1, 7 und 8.

2.2 Meßmethode und Meßgenauigkeit

Alle Messungen wurden mit Hilfe eines Präzisionstheodoliten (Sekundentheodolit) durchgeführt. Diese optische Meßmethode wurde gewählt, damit die Messungen unabhängig von der Bauwerksmontage durchgeführt werden konnten. Von einem außerhalb des Bauwerkes gewählten Standort konnten so, nach dem Einmessen des Gerätes, die Stützen vermessen werden, ohne daß besondere Meßmarken am Bauwerk verwendet werden mußten.

Zur Beurteilung der Genauigkeit, die mit diesem optischen Meßverfahren zu erreichen ist, ist in [2] eine ausführliche Fehleranalyse durchgeführt worden. Das Ergebnis besteht darin, daß der Meßfeh-

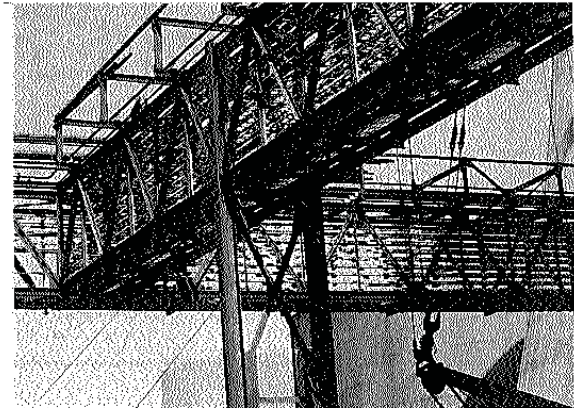


Bild 3. Bauwerk 7 - Stützen einer Rohrbrücke

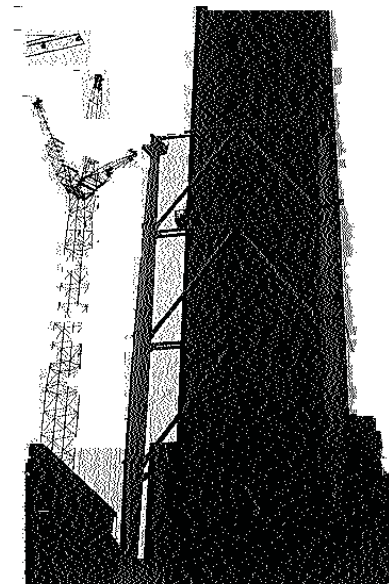


Bild 4. Bauwerk 8 - Pendelstützen

ler der Schiefstellung bei den hier vermessenen Bauwerken in der Größenordnung von

$$\Delta\psi = 1/10\ 000 \pm 1/20\ 000$$

liegt und damit für die Auswertung von untergeordneter Bedeutung ist.

2.3 Gemessene Stützenschiefstellungen

Die Einzelergebnisse jeder Messung sind in [2] angegeben. Ein Beispiel zeigt Bild 5. Bei den Gitterstützen der Bauwerke 1 und 7 beziehen sich alle Meßwerte auf die einzelnen Stiele. Dabei wurden alle Meßwerte als Absolutwerte aufgefaßt, unabhängig davon, ob sie sich in Abhängigkeit vom gewählten Meßstandort als positiv oder negativ ergaben. Verwendet man alle Meßwerte vorzeichengerecht, so strebt der Mittelwert gegen Null, die Streuung wird jedoch entsprechend größer. Bei einer statistischen Auswertung unter Berücksichtigung der Streuung ändert sich am Endergebnis wenig. Tabelle 1 zeigt die Ergebnisse der Auswertung. Alle Tabellenwerte sind Kehrwerte $1/\psi$ der Stützenschiefstellung ψ . Neben dem Mittelwert \bar{m} zu jedem Bauwerk sind jeweils die innerhalb eines Bau-

Tabelle 1. Geometrische Stützenschiefstellungen $1/\psi$

Bauwerk	Messung				n
	m	min	Werte < 300	Werte < 400	
1 Hochregallager	1537	401	0	0	168
2 Halle	503	216	4	9	24
3 Bibliothek	647	233	5	7	32
4 Katzbahnstraße	603	195	2	3	16
5 Fertigungshallen	1030	474	0	0	9
6 Krankenhaus	688	417	0	0	5
7 Rohrbrücke	794	375	0	1	9
8 Pendelstütze	1581	1060	0	0	3
			11	20	266
			4,1	7,5	% aller Meßwerte

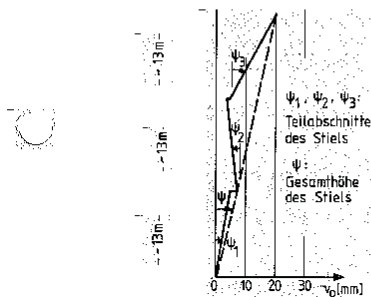


Bild 5. Typische gemessene Vorverformung der Einzelstiele einer Gitterstütze

werks gemessenen ungünstigsten Einzelwerte (min $1/\psi$) angegeben. Der Wert n gibt die Gesamtzahl der in dem betreffenden Bauwerk gemessenen Stützen an. Zusätzlich sind jeweils noch die Anzahl der Meßwerte angegeben, die einen Wert $1/\psi$ kleiner 300 bzw. 400 ergaben.

Im Hinblick auf einen Grundwert der Schiefstellung ψ_0 , wie er in EDIN 18 800 Teil 2 angegeben ist, interessiert der Mittelwert \bar{m} und auch die Standardabweichung s , die sich unter Berücksichtigung der 8 Bauwerke gemeinsam ergeben. Als eine solche gemeinsame statistische Auswertung sind in der Tabelle 2 der Mittelwert \bar{m} , die Standardabweichung s und als oberer Grenzwert für die Schiefstellung der Wert $1/\psi_{gr}$ angegeben (Spalte 7).

$$\frac{1}{\psi_{gr}} = \frac{1}{\bar{m}} + k \cdot \frac{1}{s}$$

Der k -Wert ist darin nach [3] in Abhängigkeit von der Anzahl n der Meßergebnisse mit einer 95%igen Aussagewahrscheinlichkeit zur Bestimmung der 10% Fraktile gewählt worden. In Tabelle 2 werden diese Werte für alle 8 Bauwerke sowie für die Bauwerke 2 bis 8 getrennt davon angegeben, um so dem Umstand Rechnung zu tragen, daß mit dem Hochregallager ein Bauwerk mit besonderer Fertigungsgenauigkeit vermessen worden ist. Andererseits ergaben sich auch bei dem ähnlichen Bauwerk 7 (beides Gitterstäbe) ver-

Tabelle 2. Statistische Auswertung der gemessenen Schiefstellungen $1/\psi$

1	2	3	4	5	6	7
2	Bauwerke	\bar{m}	s	n	k	$1/\psi_{gr}$
3	2 bis 8	640	790	98	1,53	286
4	1 bis 8	1017	1013	266	1,43	418

gleichbare Werte, so daß doch weitgehend auf die Gesamtzahl der Messungen zurückgegriffen werden darf.

3 Nichtgeometrische Imperfektionen - Ersatzimperfektionen

Zur Beurteilung der Auswirkungen von Eigenspannungen und Fließzonenausbreitungen wurde in [2] eine Vergleichsrechnung an ausgewählten Stahlprofilen durchgeführt. Dabei wird diejenige Ersatzlast errechnet, die erforderlich ist, damit eine Rechnung nach der Fließgelenk- bzw. Elastizitätstheorie und nach der Traglasttheorie die gleiche Grenztragfähigkeit liefert.

Die Vergleichsrechnung geht von der Grundüberlegung aus, daß sich das Tragverhalten von querbelasteten Stäben und das von Systemen (Bilder 6a u. 6b) gleicht. Beim Zweigelenkrahmen oder anderen Rahmensystemen ist dies immer dann der Fall, wenn der Riegel sehr steif gegenüber den Stielen ist.

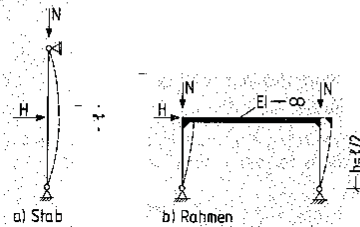


Bild 6. Ersatzsystem zur Bestimmung des strukturellen Anteils an den Imperfektionen

Bei der Ermittlung der Ersatzimperfektionen wird folgendermaßen vorgegangen:

1. Ermittlung der Traglast des querbelasteten Stabes ohne Vorverformungsansatz, da hier nur die Auswirkungen der Eigenspannungen und der Fließzonenausbreitungen interessieren. Die Eigenspannungen werden über Gurt und Steg parabolförmig verteilt angenommen, der Maximalwert der Druck-Eigenspannungen am Gurtrand beträgt $-0,3 \cdot \beta_s$.
2. Ermittlung der Grenzlast nach der Fließgelenktheorie oder der Elastizitätstheorie II. Ordnung.
3. Umrechnen der Traglastdifferenzen in Ersatzimperfektionen (ψ_p).

Die Traglastrechnungen werden mit dem Programm LIDUR [4] durchgeführt. Die sich so ergebenden Ersatzschieflagen ψ_{p1} sind für die Profile HE 200 A (y-y) Achse, HE 100 M (y-y) Achse und HE 200 A (z-z) Achse in Abhängigkeit von der zugehörigen bezogenen Stabslankheit (λ_y, λ_z) und verschiedenen Normalkraftauslastungen (N/N_u) im Bild 7 dargestellt.

Mit dem HE 200 A wird ein I-Profil mit geringem Plastizierungsvermögen gewählt ($\alpha = 1,11$). Das Profil HE 100 M hat von allen I-Profilen das größte Plastizierungsvermögen um die starke Achse ($\alpha = 1,24$). Mit dem HE 200 A werden die Untersuchungen auf den Fall der Biegung um die schwache Achse erweitert ($\alpha = 1,53$).

Auf die Darstellung von Ersatzschieflagen bei Anwendung der Elastizitätstheorie wird verzichtet, da die Vergleichsrechnungen zeigten, daß i.d.R. keine Ersatzimperfektionen angesetzt werden müssen.

Aus diesen Darstellungen geht hervor, daß sehr große Schiefstellungen nur bei sehr großen Slankheiten und bei geringer Normalkraftauslastung erforderlich sind. Im Mittel sind die erforderlichen Ersatzschieflagen erheblich geringer. Da bei gerin-

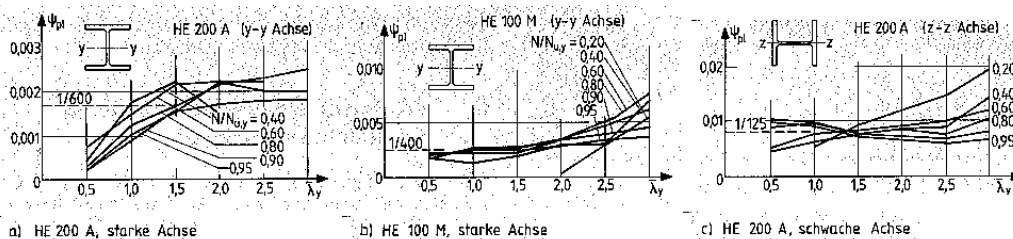


Bild 7. Ergebnisse der Vergleichsrechnungen als Zusatzschieflung ψ_{p1}

gem Normalkraftanteil die Instabilitätsgefahr gering ist, ist es daher zweckmäßig, nicht die Extremalwerte, sondern mittlere Werte als Ersatzschieflungen in Rechnung zu stellen.

- HE 200 A (starke Achse) $\alpha_{p1} = 1,11 \quad \psi_{p1} = 0,00167 = 1/600$
- HE 100 M (starke Achse) $\alpha_{p1} = 1,24 \quad \psi_{p1} = 0,0025 = 1/400$
- HE 200 A (schwache Achse) $\alpha_{p1} = 1,53 \quad \psi_{p1} = 0,0080 = 1/125$

Die entsprechenden Werte sind im Bild 7 angegeben. Die Abhängigkeit vom Plastizierungsvermögen wird darin deutlich. Rechnerisch können diese Zusammenhänge durch Gl.(1) erfaßt werden:

$$\psi_{p1} = 0,015 \cdot \alpha_{p1} - 0,015 \quad (\bar{\lambda} \leq 1,5) \quad (1)$$

Im Bereich größerer bezogener Schlankheiten liegt Gl. (1) für ψ_{p1} auf der unsicheren Seite und sollte dann nach (2) vergrößert werden:

$$\psi_{p1} = 0,02 \cdot \alpha_{p1} - 0,02 \quad (\bar{\lambda} > 1,5) \quad (2)$$

Für die beim Tragsicherheitsnachweis anzusetzenden Ersatzimperfectionen können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Bei Anwendung der E-Theorie II. Ordnung kann auf den Ansatz zusätzlicher Ersatzimperfectionen zur Berücksichtigung von Fließzonenausbreitungen und Eigenspannungen i. d. R. verzichtet werden.
2. Es erscheint zweckmäßig, die Ersatzimperfectionen bei Anwendung der FG-Theorie in Abhängigkeit vom Plastizierungsvermögen des Querschnitts zu definieren.
3. Von der Tendenz her nehmen die Ersatzimperfectionen mit größer werdender bezogener Schlankheit zu.

4. Vorschlag für die Imperfectionsannahmen bei intelligenten Stäben

4.1 Grundwert der Schiefstellung ψ_0

Auf Grund der Auswertungen zu den Ersatzimperfectionen erscheint es zweckmäßig, eine grundsätzliche Trennung der Imperfectionen bei Anwendung der Elastizitätstheorie und der Fließgelenktheorie vorzunehmen.

Elastizitätstheorie

Bei Anwendung der Elastizitätstheorie II. Ordnung ist der Ansatz von Ersatzimperfectionen für Plastizierungen nur bei großem Plastizierungsvermögen ($\alpha \geq 1,5$) erforderlich. Dies geht aus den Vergleichsrechnungen nach [2] hervor. Auch in diesen Fällen ist dann jedoch die erforderliche Ersatzimperfection ψ_{p1} vergleichsweise gering. Es erscheint daher gerechtfertigt, die Imperfectionsannahme im wesentlichen in Abhängigkeit von den Meßergebnissen festzulegen. Auf der Grundlage der statistischen Auswertung (Tabelle 2) wird als Grundwert der Schiefstellung bei Anwendung der Elastizitätstheorie II. Ordnung der Wert

$$\psi_0 = 1/300 \quad (3)$$

vorgeschlagen. Dieser Wert ist auch zu verwenden, wenn in Sonderfällen die Effekte von Eigenspannungen und Fließzonenausbreitung durch eine genauere Traglastrechnung erfaßt werden.

Fließgelenktheorie

Hier sind die Ergebnisse vom Abschnitt 3 zu berücksichtigen.

Für Beanspruchung um die starke Achse beträgt der Formbeiwert von I-Profilen im Mittel 1,14. Bezüglich der geometrischen Imperfectionen ψ_{g1} wird ein Wert etwas unterhalb von Zeile 4 der Tabelle 2 zugrundegelegt. Damit gilt für

$$\bar{\lambda} \leq 1,5: \quad \psi_0 \approx \frac{1}{380} + (1,14 - 1) \cdot 0,015 = \frac{1}{211} \approx \frac{1}{20} \quad (4a)$$

$$\bar{\lambda} > 1,5: \quad \psi_0 \approx \frac{1}{380} + \frac{1}{357} \approx \frac{1}{184} \quad (4b)$$

Bei Beanspruchung um die schwache Achse von I-Profilen ($\alpha \approx 1,5$):

$$\bar{\lambda} \leq 1,5: \quad \psi_0 = \frac{1}{380} + \frac{1}{133} \approx \frac{1}{100} \quad (5a)$$

$$\bar{\lambda} > 1,5: \quad \psi_0 = \frac{1}{380} + \frac{1}{100} \approx \frac{1}{80} \quad (5b)$$

Auf den Ansatz einer vergrößerten Imperfection nach Gl.(5) bei Beanspruchung um die schwache Achse kann dann verzichtet werden, wenn bei der Berechnung des Momentes $M_{p1,z}$ ein um den Faktor 1,24/a reduzierter Formbeiwert zugrunde gelegt wird. Diese Reduktion entspricht einem Vorschlag in [1].

Die Unterschiede zwischen den Gl. (4a) und (4b) bzw. (5a) und (5b) sind relativ gering. Sie würden sich in unterschiedlich großen Abtriebskräften aus dem Teil-Einfluß der Vorverformungen bemerkbar machen. Da diese jedoch nur einen geringen Anteil an den Gesamtschnittgrößen üblicher Rahmentragwerke haben, wird im Interesse einer einfachen Regelung in der Norm empfohlen, dort nur die Werte der Gl. (4a) und (5a) zu verwenden.

4.2 Verringerung der Schiefstellung bei großen Bauhöhen (Reduktionsfaktor r_1)

Nach EDIN 18 800 Teil 2 ist es zulässig, eine um den Faktor r_1 reduzierte Schiefstellung in Rechnung zu stellen, sofern die Bauwerks- oder Stützhöhe L größer als 10 m ist. Die Schiefstellung beträgt dann:

$$\psi_{t1} = \psi_0 \cdot r_1 = \frac{1}{200} \cdot \sqrt{\frac{10}{L \text{ [m]}}} \quad (6)$$

In Tabelle 3, Spalte 4 sind die so in Abhängigkeit von der Bauwerkshöhe reduzierten Stützenschiefstellungen angegeben. Als alternativer Vorschlag sind in Spalte 5 die Schiefstellungen angegeben, die sich mit der Beziehung:

$$\psi_{t2} = \psi_0 \cdot r_1 = \frac{1}{300} \cdot \sqrt{\frac{5}{L \text{ [m]}}} \quad (7)$$

ergeben. Hierbei wird eine Reduktion schon ab einer Bauwerks- oder Stützhöhe von 5,0 m vorgenommen, der Grundwert der Schiefstellung beträgt darin nach Gl.(3) $\psi_0 = 1/300$.

Tabelle 3. Auswirkung des Reduktionsfaktors r_1

1	2	3	1/ ψ		6
			Gl. (3)	Gl. (4)	
Bauwerk	L	[m]	Gl. (3)	Gl. (4)	Mittelwert der Messung
1	Hochregallager	39	394	838	5267
2	Halle	8	200	379	503
3	Bibliothek	7,60	200	370	647
4	Katzbahnstraße	5,0	200	300	603
5	Fertigungshallen	15,3	247	525	1030
6	Krankenhaus	9,6	200	416	688
7	Rohrbrücke	8,4	200	389	784
8	Pendelstütze	53	460	977	1581

Schreibfehler:
lies Gl. (6) statt (3), Gl. (7) statt (4).

Zu Vergleichszwecken sind in Spalte 6 der Tabelle 3 die Mittelwerte der gemessenen Schiefstellungen nochmals angegeben.

Die Tendenz, daß mit zunehmender Bauwerkshöhe auch eine Verringerung der Bauwerksschiefstellung verbunden ist, wird mit Gl.(7) besser als mit Gl.(6) wiedergegeben.

4.3 Verringerung der Schiefstellung bei mehreren Stützen in einer Reihe (Reduktionsfaktor r_2)

In allen Fällen, bei denen mehrere Stützen in einer Bauwerksachse stehen, ist nach EDIN 18 800, Teil 2 eine Reduktion von ψ_0 in der Form

$$\psi_2 = \psi_0 \cdot r_2, \quad r_2 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{n}\right) \tag{8}$$

zulässig. Zur Beurteilung dieses Reduktionsfaktors sind in der Tabelle 4 die mittleren Achsenschiefstellungen angegeben (Spalte 3). Neben den Mittelwerten sind die ungünstigsten Einzelwerte und die Anzahl n der Stützen angegeben (Spalten 4, 5), die innerhalb der Achse für die Ermittlung von r_2 in Rechnung zu stellen sind. Spalte 7 gibt die mit dem Reduktionsfaktor r_2 reduzierten Werte an. Diese Werte sind mit der mittleren Stockwerkschiefstellung (Spalte 3) verglichen.

Die Untersuchungen hierzu beschränken sich auf die Bauwerke 1 bis 4. Bei den anderen Bauwerken war das Aufmessen von mehreren Stützen in einer Achse nicht möglich.

Der Vergleich der größten gemessenen Schiefstellungen (Spalte 4) mit den mittleren Achsenschiefstellungen (Spalte 3) zeigt, daß mit zunehmender Anzahl der Stützen innerhalb einer Bauwerksachse (n) die mittleren Schiefstellungen abnehmen. Dieser Effekt wird durch den Reduktionsfaktor r_2 (Gl.(8)) insgesamt gut wiedergegeben, er sollte in dieser Form beibehalten werden.

5 Gitterstützen

Auch für die Gitterstützen als Gesamtbauteile wurden die entsprechenden Auswertungen für die Bauwerke 1 und 7 vorgenommen, [2]. Aus den insgesamt 42 verwertbaren Messungen ergab sich

$$\psi_{Gr} = 1/2020 + 1,69 (1/2160) = 1/783$$

Dieser Wert ist erheblich kleiner als für die Einzelstiele nach Tabelle 2. Auch der zusätzliche Einfluß von Eigenspannungen und Plastizierungen ist hier bei der relativ großen Spreizung sehr gering. Aus diesem Grunde wird für solche Stäbe, die der Stabgruppe Ia nach Tabelle 8 in [1] zuzuordnen sind (mehrteilige Stäbe,

Tabelle 4. Auswirkung des Reduktionsfaktors r_2

1	2	Angaben je Bauwerksachse					7
		Mittelw. 1/ ψ	min 1/ ψ	n	r_2	min 1/ ψ r_2	
Bauwerk	Nr.						
1	1	113072	7359	3	0,667	11033	
	2	1405	1106	3	0,667	1658	
	3	3605	2414	3	0,667	3619	
	4	1882	1573	2	0,750	2097	
	5	2597	2306	2	0,750	3075	
2	1	554	243	5	0,600	405	
	2	2103	1398	2	0,750	1864	
	3	1224	375	3	0,667	562	
	4	368	219	3	0,667	328	
	5	384	246	4	0,625	394	
3	1	774	288	7	0,571	504	
	2	688	243	7	0,571	426	
	3	1058	435	4	0,625	696	
	4	15193	659	4	0,625	1054	
	5	367	385	3	0,667	577	
	6	234	233	2	0,667	349	
	7	1822	614	3	0,750	819	
	8	3678	1895	2	0,750	2527	
4	1	281	185	2	0,750	247	
	2	1637	807	2	0,750	1076	
	3	3385	714	2	0,750	952	
	4	1325	1129	2	0,750	1505	
	5	473	402	2	0,750	536	
	6	2605	1153	2	0,750	1537	
	7	822	372	2	0,750	496	

deren Querschnitte mindestens eine Stoffachse haben) empfohlen, die Schiefstellung festzulegen zu

$$\psi_0 = 1/400 \tag{9}$$

6 Zusammenfassung

Es wird über die Ergebnisse von Vorverformungsmessungen, die an acht Stahlhochbauten durchgeführt worden sind, berichtet. Zur Auswirkung von nichtgeometrischen Imperfektionen wird eine Vergleichsrechnung durchgeführt.

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse wird eine Änderung des Ansatzes von Imperfektionen beim Tragsicherheitsnachweis gegenüber EDIN 18 800, Teil 2 vorgeschlagen. Der wesentliche Unterschied dabei besteht in einer stärkeren Trennung von Elastizitätstheorie und Fließgelenktheorie und dem Unterschied bezüglich der Beanspruchungen um die starke bzw. schwache Achse von I-Profilen.

Wir danken Herrn Dipl.-Ing. G. Schulze für die Hilfe bei der Durchführung der Messungen, Herrn Prof. Dr.-Ing. O. Hirsch für die Unterstützung bei der Ausarbeitung der Meßmethode und dem Institut für Bautechnik für die finanzielle Förderung dieses Vorhabens.

Literatur:

- [1] EDIN 18 800 Teil 2: Stabilitätsfälle im Stahlbau – Knicken von Stäben und Stabwerken – Entwurf (12.80).
- [2] Lindner, J., u. Gietzelt, R.: Imperfektionen mehrgeschossiger Stahlstützen (Stützenschiefstellungen). Schlußbericht VR 2038-A des Instituts für Baukonstruktionen und Festigkeit der TU Berlin zum Forschungsvorhaben IV/1-81/299 des Instituts für Bautechnik, Berlin, 1983.
- [3] ISO 3207: Statistical interpretation of data – Determination of a structural tolerance interval (5.75).
- [4] Lindner, J.: Der Einfluß von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern. Der Stahlbau 43 (1974), S. 39–45, 86–91.